Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras **Vol. 23, 1, 29-45 (2018)**

NONLINEAR BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE MASONRY STRUCTURES

Diego Hidalgo-Leiva[1], Luis Pujades [2], Sergio Díaz[2], Yeudy Vargas[2] Víctor Schmidt-Díaz[1]

[1]Laboratorio de Ingeniería Sísmica, Universidad de Costa Rica, San Pedro de Montes de Oca, Costa Rica Correo Electrónico: diego.hidalgo@ucr.ac.cr, victor.shcimidt@ucr.ac.cr
[2]Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España Correo Electrónico: lluis.pujades@upc.edu, sergio.alberto.diaz@upc.edu, yeudy.felipe.vargas@upc.edu

Received: August 2017. Accepted: January 2018

ABSTRACT

The structures that use masonry walls are characterized by having high lateral stiffness and capacity for loads parallel to their plane, due to the large inertia of some elements that compose it. Under usual conditions, it is said that masonry elements, with or without reinforcement, have a brittle behavior for seismic or cyclic loads, which increases their vulnerability. In order to model the inelastic behavior of this type of structures, an equivalent frame model has been used, in which the nonlinear behavior was concentrated at the base of the element. A three-dimensional analysis of a two-stories structure has been developed, which has a rigid diaphragm at floor and ceiling levels. The structural design fulfills the requirements defined in 2010 Costa Rican Seismic Code. Both static and dynamic analyses have been performed in the nonlinear range incrementally. The main result is that the analyzed structure has a suitable behavior under the conditions of seismic demand and performance levels defined in the design code, exhibiting, in addition, an intrinsic ductility superior to the one defined for design.

Key Words: Reinforced Masonry, Nonlinear analysis, Seismic Damage, Fragility Curves, Damage Index.

COMPORTAMIENTO NO-LINEAL DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DE CONCRETO CON REFUERZO INTEGRAL

RESUMEN

Las estructuras que emplean paredes de mampostería se caracterizan por tener una gran rigidez y capacidad ante cargas paralelas a su plano debido, principalmente, a la gran inercia de algunos elementos que la componen. Bajo condiciones usuales, se dice que los elementos de mampostería, con o sin refuerzo, poseen un comportamiento frágil ante cargas sísmicas, lo cual aumenta su vulnerabilidad. Con el objetivo de modelar el comportamiento inelástico de este tipo de estructuras, se ha empleado un modelo de marco equivalente, en el cual se concentra el comportamiento no lineal en la base del elemento. Se ha desarrollado un modelo de análisis tridimensional de una estructura de dos niveles, la cual posee un diafragma rígido tanto a nivel de entrepiso como en el techo. El diseño estructural cumple con los requisitos definidos en el Código Sísmico de Costa Rica del año

2010. Se han realizado análisis tanto estáticos como dinámicos en el rango no-lineal de manera incremental. Como resultado principal se obtiene que la estructura analizada posee un comportamiento apto bajo las condiciones de demanda sísmica y objetivos de desempeño definidas en la norma de diseño, exhibiendo además una ductilidad intrínseca superior a la definida como ductilidad de diseño.

Palabras Claves: Mampostería Reforzada, Análisis No Lineal, Daño Sísmico, Curvas de Fragilidad, Índice de daño.

1 INTRODUCCIÓN

En Costa Rica, así como en otras partes del mundo, la mampostería es uno de los materiales predilectos para la construcción de viviendas o estructuras de poca altura. Debido a las regulaciones del Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR-10, (CFIA, 2011)), así como a un conjunto de decisiones tomadas como consecuencia de los daños producidos por sismos históricos (Gutiérrez, 2012), la principal aplicación de este material es con bloques de concreto en combinación con barras de acero en forma de refuerzo.

Principalmente existen dos alternativas para la mampostería reforzada. La primera, llamada Mampostería Integral, utiliza únicamente bloques de mampostería para la construcción de todos los elementos estructurales (muros, vigas, columnas). La segunda, llamada Mampostería Confinada, emplea una combinación de paños de mampostería reforzada, confinados por marcos de concreto reforzado, con una unión fuerte entre ambos elementos.

Para el presente estudio se ha seleccionado el uso de Mampostería Integral, pues, además de ser un sistema empleado en un gran porcentaje de viviendas, se poseen los resultados de pruebas de laboratorio realizadas en elementos a escala natural en el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LANAMME-UCR) para la tesis de maestría del Ing. Daniel Acuña (Acuña, 2014).

El comportamiento ante la carga cíclica de la mampostería se modela con una regla de histéresis que toma en cuenta tanto las variaciones en la rigidez entre ciclos, como el ablandamiento después del punto de máxima capacidad (Stewart, 1987). Para poder reproducir el comportamiento observado en las pruebas experimentales, fue necesario realizar una calibración entre el modelo analítico y los resultados experimentales, obteniendo valores medios para las diferentes variables consideradas (Hidalgo-Leiva et al., 2016).

La estructura seleccionada para el análisis corresponde a una vivienda unifamiliar de dos niveles ubicada en la zona central del país, en una zona sísmica III, con un estrato de suelo S_3, análogo al suelo tipo D en ASCE/SEI 41-13 (ASCE, 2014), y una aceleración pico efectiva de diseño de 0.36 veces la gravedad. La estructura fue diseñada de acuerdo a las especificaciones del CSCR-10 (CFIA, 2011).

Para realizar la evaluación del daño ante eventos sísmicos futuros, se realiza, en primera instancia, un análisis estático no lineal tipo "*Pushover*", para después realizar un análisis de capacidad espectral (Chopra and Goel, 1999;

Freeman, 1998; Freeman et al., 1975), en el cual se encuentra el punto de desempeño para el nivel de amenaza seleccionado. Con las curvas de capacidad (una para cada eje principal de la estructura) se determinan las correspondientes curvas de fragilidad, aplicando la metodología definida en el proyecto Risk-UE (Milutinovic and Trendafiloski, 2003).

Posteriormente, se realizó un análisis dinámico no lineal incremental (Vamvatsikos and Cornell, 2002), midiendo tanto el desplazamiento relativo máximo entre niveles o "*drift*", así como el daño utilizando el índice de daño de Park y Ang (1985) y obteniendo las relaciones para diferentes niveles de intensidad en la amenaza.

Finalmente se emplean las curvas de fragilidad y de daño para evaluar el desempeño de la estructura desde diferentes puntos de vista, utilizando siempre el espectro de respuesta en aceleraciones y la aceleración correspondiente al nivel de diseño definidos por el CSCR-10 (CFIA, 2011) como referencia.

2 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LA MAMPOSTERÍA DE CONCRETO CON REFUERZO INTEGRAL

La mampostería reforzada es un material heterogéneo, el cual posee un comportamiento difícil de caracterizar debido a la interacción entre los diferentes materiales que la componen. Su comportamiento poco dúctil y la pérdida de capacidad después del punto de máxima capacidad, restringen su uso a estructuras de baja altura, donde la capacidad no lineal ante acciones sísmicas puede controlarse sin influir significativamente en el costo de la obra.

El uso de modelos detallados como los que emplean elementos finitos (FEM), elementos discretos (DEM) o su combinación, siguen requiriendo una gran cantidad de tiempo para el cálculo de la respuesta, especialmente al realizar análisis dinámicos en el rango no lineal, siendo en la actualidad prohibitivo su uso para el análisis de estructuras complejas. Por otro lado, el uso de técnicas más simples como los modelos de marcos equivalentes, ha mostrado ser una herramienta apta para reproducir el comportamiento de las estructuras al ser comparadas con los resultados de pruebas de laboratorio (D'Ayala et al., 2013; Lagomarsino et al., 2013; Seible et al., 1994; Tomaževič and Lutman, 1996).

Por estos motivos se ha decidido emplear un modelo compuesto de elementos tipo barra, con la plasticidad concentrada en los extremos, siguiendo el modelo de Giberson (1967). El modelo de histéresis seleccionado fue desarrollado para el análisis de muros de madera por Stewart (1987). Dicho modelo se encuentra implementado en el programa de análisis estructural RUAUMOKO 3D (Carr, 2003), que es empleado para realizar el análisis tanto estático como dinámico de la estructura.

La definición básica de la regla de histéresis seleccionada se muestra en la Figura 1. Esta regla de histéresis toma en cuenta la degradación de la rigidez, el efecto de reducción del lazo por cortante, así como el endurecimiento por rigidez o el ablandamiento en el material. Para poder definir por completo la curva se requieren de 8 parámetros ($\alpha, \beta, r_1, r_2, r_{un}, V_y, V'$ and V_{os}). Los primeros cinco parámetros se relacionan con la forma global de la curva, mientras que los otros tres

parámetros se relacionan más con la capacidad en cortante del elemento, trabajando más como factores de escala.

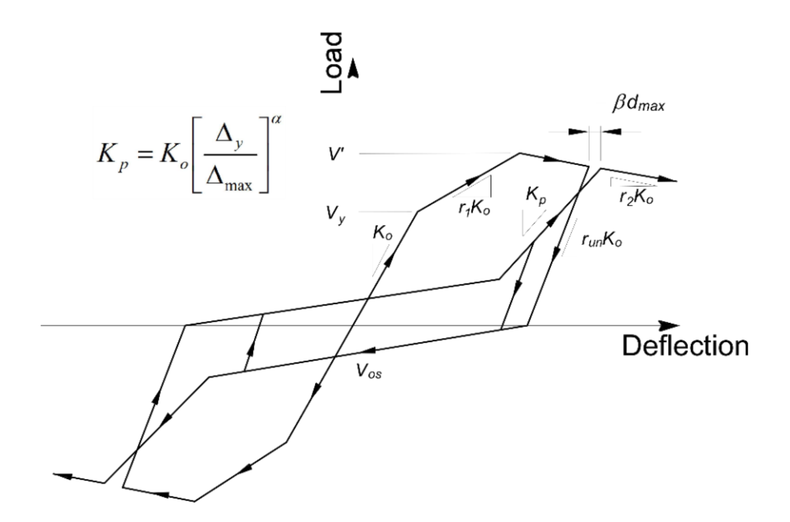


FIGURA 1 Definición de los parámetros de la regla de histéresis de Stewart (1987).

El comportamiento ante carga cíclica en la mampostería integral fue investigado por Acuña (2014) en su tesis de maestría, realizando pruebas en 8 paredes a escala natural, a las que se les aplicó el mismo protocolo de carga cíclica. En Hidalgo-Leiva et al. (2016) se realizó una calibración entre los resultados de las pruebas experimentales y el modelo de histéresis analítico, logrando reproducir de manera exitosa el comportamiento exhibido por 7 de las 8 paredes analizadas. Una de las paredes fue excluida del análisis debido a que el registro suministrado muestra un error claro, ya sea en la medición de los desplazamientos o en la fabricación del espécimen, tal y como se describe por el mismo autor de la tesis (Acuña, 2014).

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestran, a manera de ejemplo, dos de los ajustes realizados. Se puede observar que el ajuste obtenido logra reproducir el comportamiento tanto elástico como inelástico en las paredes. Para poder aproximar la rigidez en el tramo elástico de las paredes observada en los ensayos ($K_{o,exp}$), se considera una fracción de la rigidez elástica teórica efectiva ($K_{o,theo}$). La rigidez teórica de un elemento en voladizo, considerando tanto la deformación en flexión como en cortante (teoría de viga de Timoshenko), se define como:

$$K_{o,theo} = (E_m t_e) / \left[4 \left(\frac{h}{l_w} \right)^2 + 3 \right] \left(\frac{h}{l_w} \right) \quad (1)$$

donde E_m se toma como $925 f'_m$ (Navas, 2007) y t_e como 5.3 mm (Navas and Salazar, 2014) para bloques de 12cm de espesor. La rigidez teórica efectiva de acuerdo a la geometría de las probetas, es de 90.6 kN/mm, mientras que el valor promedio de $K_{o,exp}$, obtenido a partir de la calibración, es de 36.7kN/mm, apenas un 40.5% de dicho valor (Hidalgo-Leiva et al., 2016). En un estudio realizado por Hart y Priestley (1989), se recomienda el uso de la siguiente ecuación para definir el valor de la rigidez agrietada efectiva en paredes de mampostería:

$$K_{ce} = F_{c1}(100/f_y + P_f/(f'_m A_e))\, K_{o,theo} \quad (2)$$

donde f_y es el esfuerzo de fluencia de las varillas colocadas para tomar el cortante, tomado como 280 MPa, P_f es la carga axial que actúa en la corona de las paredes, establecido como cero, f'_m es la resistencia en compresión considerada para el diseño de la mampostería (100 kg/cm^2) y A_e es el área transversal efectiva, calculada como 837 cm^2/m (Navas and Salazar, 2014). F_{c1} es una variable de ajuste para hacer coincidir el valor de la ecuación con los resultados experimentales. Sin considerar esta última variable, el valor de la rigidez con la ecuación anterior, es de 32.4 kN/mm (que se ajusta mejor al valor medio obtenido de las calibraciones), por lo que se requiere que F_{c1} tome un valor 1.13.

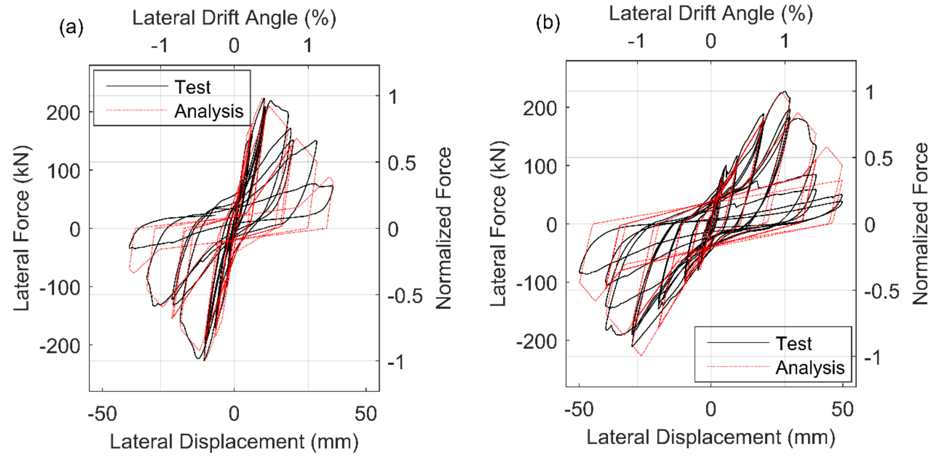


FIGURA 2 Comparación de los resultados experimentales y analíticos con la regla de histéresis de Stewart para: (a)WA02-BJ-HO and (b) WA04-BJ-MO, tomado de Hidalgo-Leiva et al. (2016).

En la Tabla 1 se muestra el valor medio de la resistencia de la mampostería, tomado de Navas (2007), así como el valor obtenido en el proceso de calibración para 4 de los 5 parámetros requeridos para definir el modelo de histéresis. El parámetro r_{un} se tomó como un valor constante de 1.01 pues el modelo no permitía valores inferiores y de acuerdo a los resultados experimentales se requería un pendiente menor.

TABLA 1 Valores considerados en las variables para definir comportamiento del modelo de histéresis para la mampostería.

Categoría	Variable	Valor medio (μ)
Material	$f'm$	102,51 kg/cm^2
	E_m	93,1x10^3 kg/cm^2
Regla de Histéresis	α	0,481
	β	1,16
	r_1	0,355
	r_2	-0,0987

3 MODELO PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para realizar el análisis de la tipología correspondiente a mampostería integral, se ha elegido una vivienda unifamiliar de dos niveles, ambos con diafragma rígido, la cual fue diseñada e inspeccionada por el primer autor del artículo, cumpliendo con los requisitos definidos en el CSCR-10 (CFIA, 2011).

De la vivienda se han tomado en cuenta 12 paredes continuas desde la fundación hasta el nivel de entrepiso, las cuales se observan en la Figura 3. Para el caso del segundo piso, se interrumpen dos elementos debido a solicitudes arquitectónicas que corresponden a las paredes sobre ejes 3 y 4 en la dirección vertical de la planta o la sección transversal.

Todas las paredes poseen bloques de concreto de 12cm de espesor con dos celdas huecas. No se considera el efecto de muros en T o I, modelando cada uno de los muros como elementos tipo barra orientados sobre su centroide. Se ha definido una rótula plástica en la base de cada pared y una viga infinitamente rígida en la parte superior de las mismas. Algunos autores han empleado modelos similares para estudios de este tipo (D'Ayala et al., 2013; Kingsley et al., 2014; Lagomarsino et al., 2013; Madan et al., 1997; Seible et al., 1994) reportando resultados adecuados. En las secciones entre muros se ha considerado una viga elástica, con la intención de concentrar el estudio del daño en los muros de mampostería.

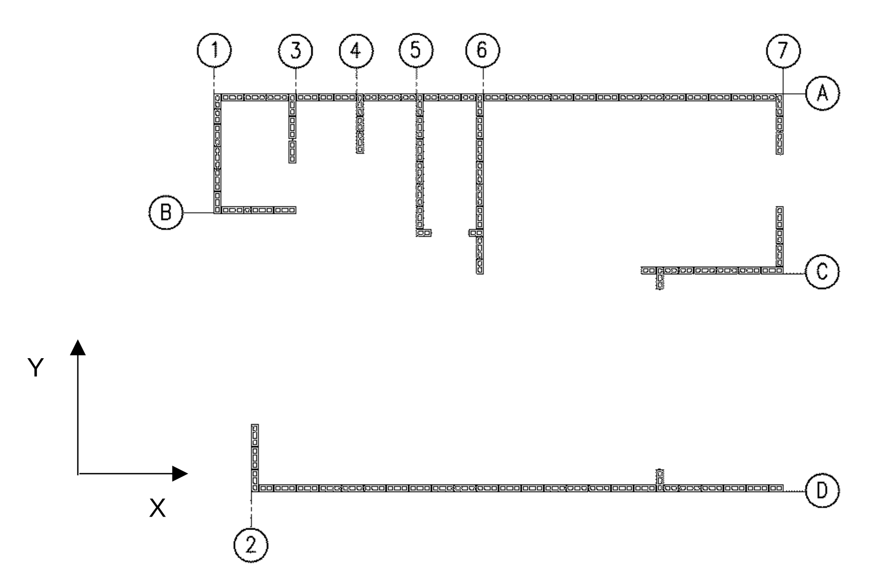


FIGURA 3 Distribución en planta de las paredes para el primer nivel de la estructura analizada.

En la Tabla 2 se muestran las propiedades geométricas de cada una de las paredes, así como las propiedades relacionadas con la rigidez afectiva agrietada y la resistencia de los elementos, tanto para carga axial como para cortante, de acuerdo a los parámetros requeridos por el modelo de histéresis mostrado en la sección anterior. P_t y P_c son la capacidad en tensión y compresión de cada elemento, respectivamente.

TABLA 2 Propiedades geométricas y mecánicas para las paredes del modelo utilizado para el análisis estructural.

Pared	l_w(m)	t (m)	h (m)	I_g (m^4)	$\frac{h}{l_w}$	A_e (m^2)	$K_{o,theo}$ (kN/mm)	K_{ce} (kN/mm)	$\frac{K_{ce}}{E_m t}$	$\frac{{K_{ce}}^m}{E_m t}$	I_{cr} (m^4)	P_t (kN)	P_c (kN)	V'(kN)	V_y (kN)	V_{os} (kN)
P-A	10.10	0.12	2.75	10.303	0.27	0.845	535.5	199.8	0.1836	0.2085	0.1615	328	-11884	571.1	251.3	80.0
P-B	1.45	0.12	2.75	0.0305	1.90	0.121	14.6	6.0	0.0055	0.0063	0.0049	47	-1706	65.3	28.7	9.1
P-C	2.50	0.12	2.75	0.1563	1.10	0.209	55.7	22.4	0.0206	0.0233	0.0181	81	-2942	104.5	46.0	14.6
P-D	9.45	0.12	2.75	8.4391	0.29	0.791	494.7	179.8	0.1652	0.1875	0.1451	307	-11119	506.5	222.9	70.9
P-1	2.10	0.12	2.75	0.0926	1.31	0.176	37.2	13.6	0.0125	0.0142	0.01040	68	-2471	113.9	50.1	15.9
P-2	1.10	0.12	2.75	0.0133	2.50	0.092	6.9	2.8	0.0026	0.0030	0.00217	36	-1294	49.8	21.9	7.0
P-3	1.10	0.12	2.75	0.0133	2.50	0.092	6.9	2.6	0.0024	0.0027	0.00201	36	-1294	39.8	17.5	5.6
P-4	1.05	0.12	2.75	0.0116	2.62	0.088	6.0	2.3	0.0021	0.0024	0.00178	34	-1235	39.3	17.3	5.5
P-5	2.40	0.12	2.75	0.1382	1.15	0.201	50.8	19.6	0.0180	0.0204	0.01499	78	-2824	144.7	63.7	20.3
P-6	3.10	0.12	2.75	0.2979	0.89	0.259	88.1	34.0	0.0312	0.0355	0.02603	101	-3647	347.5	152.9	48.7
P-7A	1.10	0.12	2.75	0.0133	2.50	0.092	6.9	3.0	0.0027	0.0031	0.00226	36	-1294	55.6	24.5	7.8
P-7C	1.20	0.12	2.75	0.0173	2.29	0.100	8.7	3.3	0.0030	0.0035	0.00253	39	-1412	42.0	18.5	5.9

Notas:

1. La letra “m” como superíndice, indica que se ha aplicado un factor de modificación a la rigidez del elemento. Se emplea un factor de 1.13 de acuerdo con Hidalgo-Leiva et al. (2016).

Para realizar el análisis modal, se considerada un modelo con dos grados de libertad con masas concentradas, colocadas a la altura de cada diafragma rígido. Las masas concentradas son 78.3 kN s^2/m para el primer nivel y 38.1 kN s^2/m para el segundo. La altura entre pisos es de 2.75 metros. El periodo del primer modo de oscilación en cada una de las direcciones principales es de 0.269 segundos en la dirección vertical (Y) y 0.117 segundos en la dirección horizontal (X); en ambos casos la masa participativa para el primer modo es superior a 90%.

4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (AENL)

El análisis estático no lineal o tipo Pushover, es un método ampliamente utilizado y aceptado (a pesar de sus múltiples limitaciones) para la determinación del desempeño en estructuras ante acciones sísmicas. El principal resultado del análisis es la curva de capacidad, la cual relaciona el desplazamiento en la parte superior de la estructura con el cortante total en la base. La curva es empleada en el análisis de capacidad espectral para obtener lo que se conoce como el punto de desempeño o "*Performance Point*" (ATC, 1996; CFIA, 2011; Chopra and Goel, 1999; Fajfar, 1999; Freeman, 1998; Freeman et al., 1975).

El patrón de carga con el cual se empuja de manera incremental a la estructura es muy relevante, pues se puede estar sobrestimando la capacidad, por ejemplo, cuando se utiliza un patrón de carga constate con la altura (Chopra, 2007). Para esta investigación se ha aplicado un patrón de carga proporcional al primer modo que, para el caso de estructuras con comportamiento predominante en cortante y de baja altura, será muy similar a una forma triangular.

Las curvas de capacidad se transforman en espectros de capacidad mediante relaciones lineales derivadas del estudio dinámico de las estructuras. El espectro de capacidad está en términos de la aceleración espectral contra el desplazamiento espectral (Sa-Sd). En la Figura 4 se muestran tanto las curvas de capacidad como los espectros para las dos direcciones principales del modelo.

Para definir el punto de capacidad última se ha considerado la pérdida de capacidad global como parámetro clave. De acuerdo con recomendaciones como las dadas por Park y Ang en su estudio del daño en elementos de concreto reforzado (Park and Ang, 1985) y el propio CSCR-10 (CFIA, 2011), se debe considerar el colapso al perder un 20% de la capacidad máxima, es decir, cuando aún le quede un 80% de dicha capacidad al sistema.

La ductilidad global intrínseca del sistema, definida como la ductilidad obtenida para el punto de desplazamiento último, en las direcciones principales es de 3.64 para la dirección X y de 3.63 para la dirección Y, siendo superiores a la ductilidad global asignada para el diseño ($\mu_{GA} = 1.5$). Además se cumple con la recomendación del CSCR-10 (CFIA, 2011), la cual indica que el 70% del valor de la ductilidad intrínseca ($0.7\mu_{GI} \approx 2.54$) debe ser superior a la ductilidad global asignada.

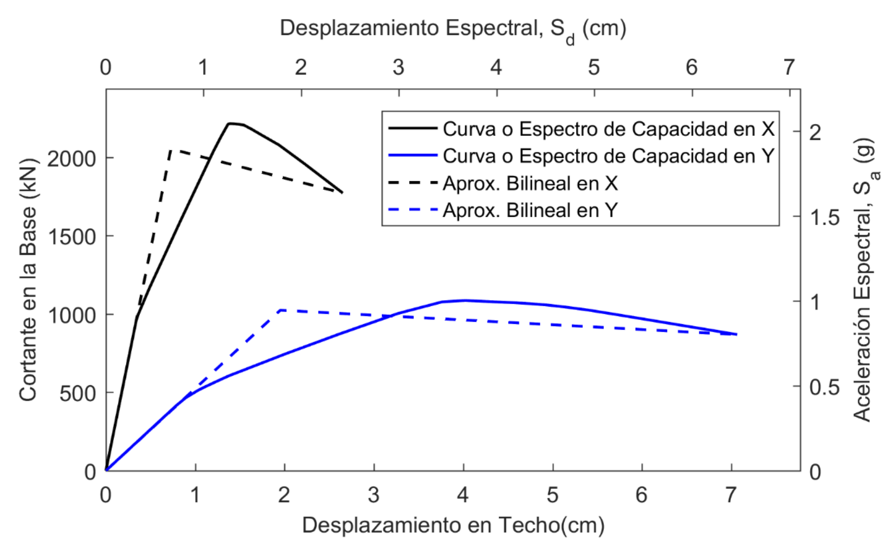


FIGURA 4 Curvas y Espectros de capacidad de la VUM en las dos direcciones principales y sus correspondientes formas bi-lineales.

Para determinar la ductilidad demandada para el sismo de diseño, se encuentra el punto de desempeño de acuerdo a la metodología presentada por Chopra y Goel (1999), la cual, a diferencia del ATC-40 (ATC, 1996), emplea espectros de ductilidad constante para definir dicho punto. Para realizar la reducción por ductilidad constante a los espectros elásticos, se ha empleado la metodología de Vidic et al. (1994) modificada por Fajfar (1999), la cual es compatible con la reducción planteada para los espectros de Newmark y Hall en la zona de igual desplazamiento, pero ligeramente distinta en la zona de igual energía (Chopra and Goel, 1999).

Debido a la gran capacidad ante cargas laterales en relación con el peso que posee la estructura en ambas direcciones, el punto de desempeño se ubica antes del punto de fluencia definido para la aproximación bi-lineal, lo cual implicaría que no existe incursión en el rango no lineal para el nivel de amenaza empleado (ver Figura 5). En la dirección X existe un comportamiento elástico más claro, mientras que en la dirección Y, el punto de desempeño se encuentra muy cerca del punto de fluencia por lo que se puede esperar algún nivel de plastificación sobre la curva real de capacidad.

Al repetir el ejercicio de determinar el desplazamiento para el punto de desempeño, pero para diferentes niveles de aceleración pico, se obtienen las curvas mostradas en la Figura 6. Dichas curvas permiten realizar una verificación del desempeño estructural de manera rápida para diferentes niveles de diseño, los cuales pueden cambiar de acuerdo a los objetivos de desempeño que se deseen evaluar o a una modificación en las condiciones de localización de la estructura.

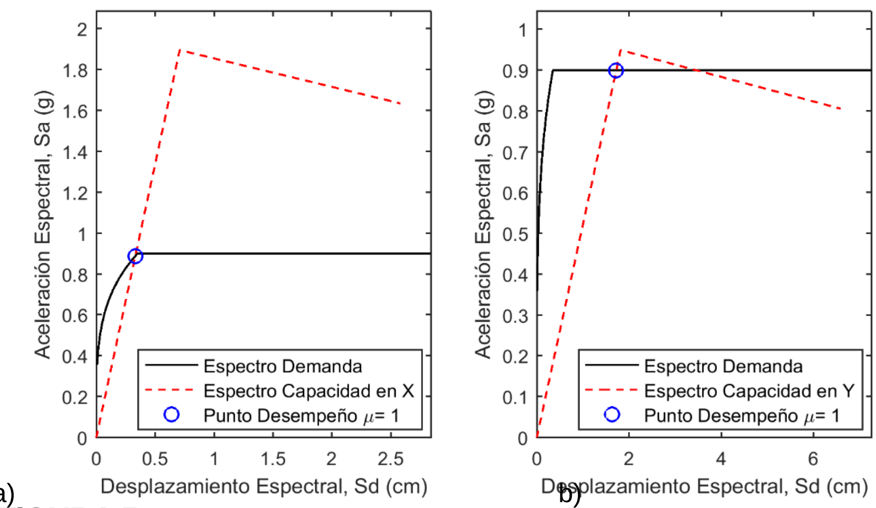


FIGURA 5 Punto de desempeño y espectro de diseño en zona III y suelo S3 del CSCR-10 (CFIA, 2011), para: (a) dirección X y (b) dirección Y.

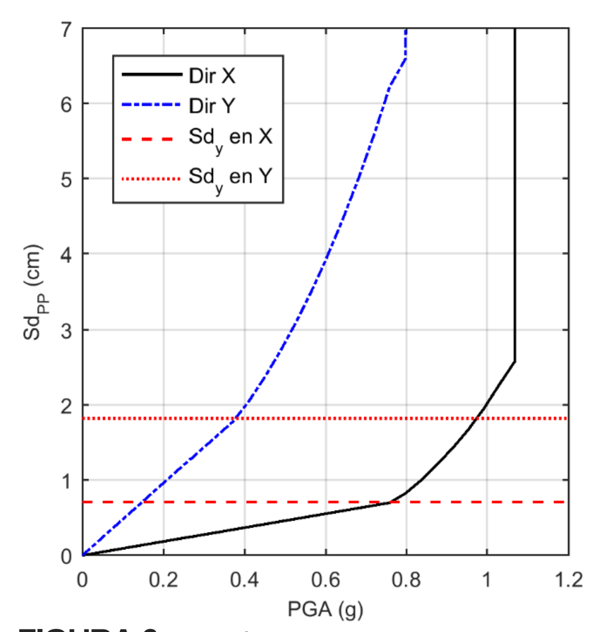


FIGURA 6 Relación entre desplazamiento espectral y PGA

5 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL (ADNL)

El análisis de la respuesta estructural en el tiempo ante una acción dinámica se realiza de acuerdo a las recomendaciones del CSCR-10 (CFIA, 2011), seleccionando tres acciones sísmicas representativas de la zona de estudio y que sean compatibles con el espectro de diseño. Debido a la alta dispersión que posee la acción sísmica, se ha aplicado un ajuste entre el espectro de respuesta de cada señal sísmica y el espectro de diseño (Hancock and Bommer, 2007), llamado ajuste

espectral o “*Spectral Matching*”, reduciendo de manera significativa las diferencias en las respuestas espectrales para el rango de periodos de interés. Para realizar dicho proceso se siguieron las recomendaciones del capítulo 16 del FEMA P-1050 (Building Seismic Safety Council, 2015).

Los sismos seleccionados son: Limón, Costa Rica de 1991 (Jacob and Pacheco, 1991), específicamente el acelerograma obtenido en la estación del Parque de Cartago (*CCTG*), el sismo de El Salvador de enero del 2001 (Bommer et al., 2010); acelerograma de la estación del centro de salud de La Libertad (*ESLI*) y por último el acelerograma del sismo de Sámara, Costa Rica de setiembre del 2012 (Linkimer et al., 2013) registrado en la estación de la biblioteca de Nosara (*GNSR*). En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestran los espectros de respuesta ajustados al espectro normalizado de diseño.

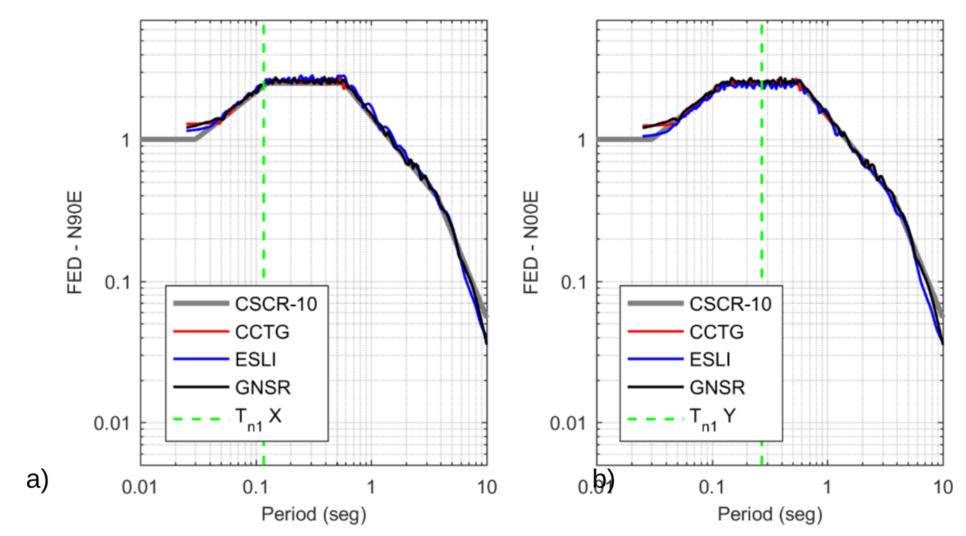


FIGURA 7 Espectros de respuesta de sismos empleados en análisis dinámico, ajustados a espectro de diseño en: a) dirección X y b) dirección Y.

El modelo estructural empleado para el análisis es el mismo planteado para el caso del análisis estático no lineal, descrito en las secciones anteriores. Para el caso de análisis dinámicos no lineales, es necesario la matriz de amortiguamiento explícita, para lo cual se emplea el modelo clásico de Rayleigh (Carr, 2003), en el cual se ensambla dicha matriz como una combinación de la matriz de masa y rigidez, variando para cada instante de tiempo de acuerdo a la rigidez tangente de la estructura.

El análisis de respuesta en el tiempo brinda resultados de mayor interés al realizar una evaluación incremental con alguna variable que modifique la amenaza. El procedimiento, propuesto inicialmente por Vamvatsikos y Cornell (2002), emplea la PGA de cada registro como medida de intensidad sísmica a escalar. Sin embargo, se realiza una correlación entre el valor de PGA y el valor de la respuesta espectral para el primer modo de oscilación en la dirección analizada, con lo cual, tal y como se observa en la Figura 8, es posible representar el parámetro de respuesta estructural (en este caso el desplazamiento relativo máximo entre piso, MIDR) en función de las dos variables de intensidad sísmica. Los criterios de desempeño empleados se encuentran definidos en el ASCE 41-13 (ASCE, 2014) para elementos de mampostería reforzada dominados por fuerzas de corte.

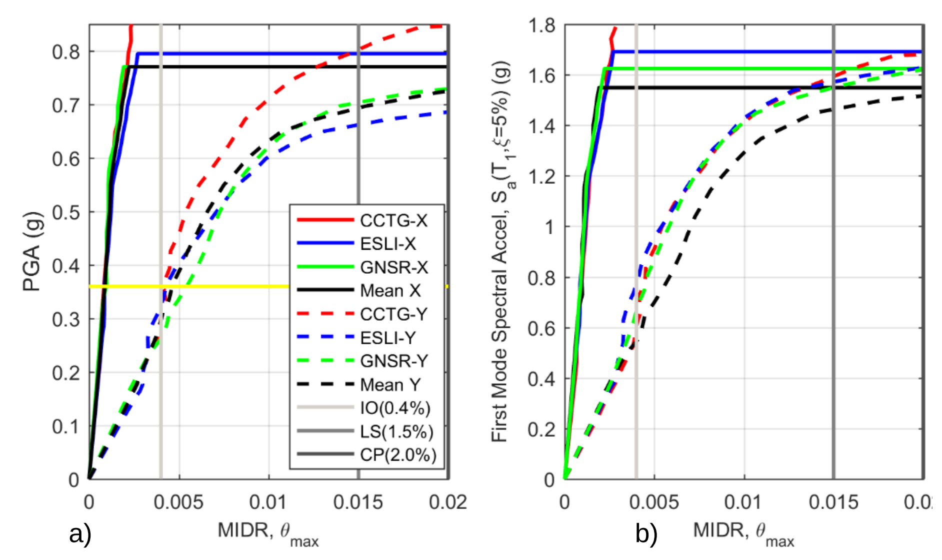


FIGURA 8 MIDR para análisis IDA al emplear registros con ajuste espectral

Al verificar las derivas máximas para el valor de aceleración pico y aceleración espectral empleadas para el diseño, se determina que la estructura estudiada posee una deformación mayor en la dirección Y (dirección débil), sobrepasando el umbral del objetivo de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), pero quedando lejos del umbral del objetivo de Seguridad a la Vida (LS), por lo que se cumplen los objetivos de desempeño definidos por el CSCR-10 (CFIA, 2011).

6 CURVAS DE FRAGILIDAD Y CURVAS DE DAÑO

Con las curvas de capacidad y el desplazamiento para el punto de desempeño ya calculados, se construyen las curvas de fragilidad siguiendo la metodología propuesta por Lagomarsino y Giovinazzi (2006), la cual fue empleada además en el proyecto Risk-UE (Milutinovic and Trendafiloski, 2003), que a su vez se ha aplicado en múltiples investigaciones sobre el análisis del riesgo y vulnerabilidad de diferentes tipologías (Barbat et al., 2006; Lantada et al., 2009; Pujades et al., 2015; Vargas-Alzate et al., 2013). Para iniciar, se definen 4 umbrales de daño no nulo (ds_i), los cuales se relacionan con el desplazamiento de la curva de capacidad de la siguiente manera: Leve $\left(ds_1 = 0.7D_y\right)$, Moderado $\left(ds_2 = D_y\right)$, Severo $\left(ds_3 = D_y + 0.25\left(D_u - D_y\right)\right)$ y Completo $(ds_4 = D_u)$, donde D_y y D_u representan respectivamente el desplazamiento de fluencia y el desplazamiento último. Con el objetivo de resumir la información de las curvas en un solo valor, se determina la curva de daño medio, la cual se calcula con la siguiente ecuación:

$$DM(Sd) = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} P[ds_i|Sd] \cdot i \qquad (3)$$

donde i toma el valor numérico del índice del estado de daño y $P[ds_i|Sd]$ es la probabilidad de excedencia de ese estado de daño. En la Figura 9 se muestran las curvas de fragilidad para los 4 estados de daño con el correspondiente desplazamiento para el punto de desempeño y la curva de daño medio. Se observa que la dirección Y (Fig. 9b) posee un daño medio de 0.348, pues el punto de

desempeño se ubica muy cercano al punto de fluencia estructural, por lo que, de acuerdo al modelo empleado, ya existe un nivel de daño moderado.

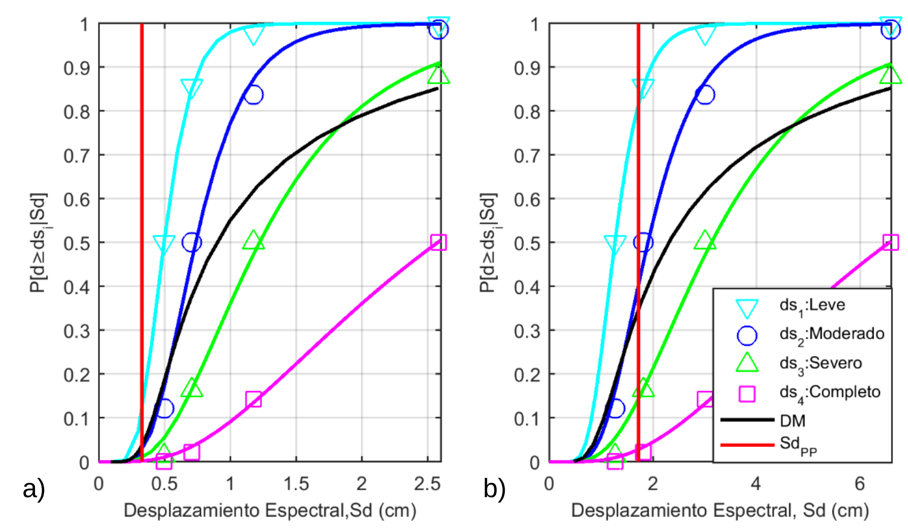


FIGURA 9 Curvas de fragilidad e índice de daño medio (DM) en función del desplazamiento espectral para las dos direcciones de análisis y el desplazamiento en el Punto de desempeño para: (a) dirección X y (b) dirección Y.

Del análisis dinámico, se calcularon, además del máximo desplazamiento entre niveles, las curvas de daño, para lo cual se emplea el índice de daño de Park y Ang (1985). El índice de daño se determina primero para cada uno de los elementos y después se promedia a nivel estructural (Carr, 2003). El índice de daño de cada elemento es calibrado con la ductilidad última calculada a partir del modelo de histéresis definido anteriormente. En la Figura 10 se muestra la evolución del índice de daño respecto a la PGA y a la aceleración espectral para el primer modo.

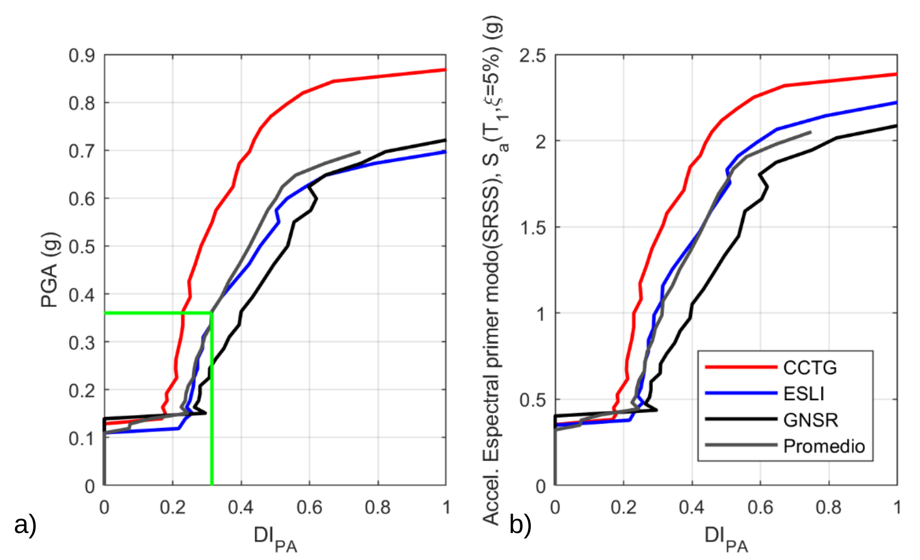


FIGURA 10 Curvas de daño con el índice de daño de Park y Ang para acelerogramas con ajuste espectral. Se señala la evaluación media para un PGA=0.36 g.

Para el nivel de amenaza definida para el diseño, el valor medio del índice de daño es aproximadamente de 0.3, lo cual de acuerdo a los niveles de daño discretos definidos en diferentes referencias (Anagnos et al., 1995; Kim and Ang, 1992; Vargas-Alzate et al., 2013) se puede correlacionar con un nivel de daño moderado. Es interesante resaltar que para valores de PGA entre 0.7 y 0.9 veces la gravedad se define el colapso tanto para el caso del análisis estático como del dinámico.

7 CONCLUSIONES

A partir de las curvas de capacidad se han obtenido curvas de fragilidad y de daño medio, las cuales se basan en la forma bilineal del espectro de capacidad. Al evaluar el rendimiento para la demanda definida para el diseño de estructuras dado por el CSCR-10 (CFIA, 2011), se concluye que el mismo es satisfactorio, debido a los niveles de daño esperados para los objetivos de desempeño definidos en la misma norma.

Al realizar los análisis dinámicos incrementales, se observa que la dirección Y (vertical en planta) es la dirección débil de la estructura y es donde inicia el daño para un mismo nivel de severidad sísmica. Del análisis dinámico se obtienen las curvas de daño de Park y Ang. Al comparar el desplazamiento relativo entre pisos se puede concluir que, para el nivel de amenaza de diseño, la estructura posee un comportamiento aceptable a nivel de objetivos de desempeño, Se observa que el colapso de la estructura se da primero en la dirección Y de la estructura. Se concluye que, para este caso, la curva de daño de Park y Ang tiene una relación con la dirección débil de la estructura.

En síntesis, se puede concluir que el comportamiento de la estructura evaluada satisface los objetivos de desempeño esperados para estructuras de uso convencional, ya que el nivel de daño está entre Leve y Moderado, esto para la demanda prevista por la norma de diseño. Además, se verifica que las estructuras de mampostería reforzada integral, diseñadas y construidas siguiendo los lineamientos del Código Sísmico de Costa Rica, poseen un comportamiento menos frágil del que comúnmente se asocia a esta tipología estructural.

8 AGRADECIMIENTOS

Esta investigación fue parcialmente financiada por el Ministerio de Economía y Competitividad del Gobierno Español (MINECO) y por el Fondo Europeo para el Desarrollo Regional (FEDER) de la Unión Europea (UE) por medio de los proyectos con referencias CGL2011-23621 y CGL2015-65913-P. El primer autor desarrollo parte del proyecto mientras realizaba los estudios de doctorado con una beca parcial de la Universidad de Costa Rica (UCR) y el Ministerio de Ciencia, Tecnología y Telecomunicaciones del Gobierno de Costa Rica (MICITT). Los registros sísmicos han sido suministrados por el Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica.

9 BIBLIOGRAFÍA

Acuña, Daniel. (2014). “Efecto Del Detallado Horizontal Sobre El Comportamiento de Muros Cortantes de Mampostería de Concreto.” Universidad de Costa Rica.

Anagnos, T., C. Rojahn, and A. Kiremidjian. (1995). *NCEER-ATC Joint Study on Fragility of Buildings*. National Center for Earthquake Engineering Research.

American Society of Civil Engineers (ASCE). (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-13*. Virginia: American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute.

Applied Technology Council (ATC). (1996). *ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Redwood City, CA: Applied Technology Council.

Barbat, Alex H., Lluis G. Pujades, and Nieves Lantada. (2006). "Performance of Buildings under Earthquakes in Barcelona, Spain." *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* 21(8):573–93.

Bommer, J.J., Bénito, B., Ciudad-Real, M., Lemoine, A., López Menjívar, M., Madariaga, R., Mankelow, J.M., Méndez De Hasbun, P., Murphy, W., Nieto-Lovo, M., Rodríguez Pineda, C., Rosa, H. (2010). "The El Salvador Earthquakes of January and February 2001: Context, Characteristics and Implications for Seismic Risk." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22(5):389–418.

Building Seismic Safety Council (BSSC). (2015). "NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures." *Fema P-1050* III:174.

Carr, Athol J. (2003). "RUAUMOKO The Maori God of Volcanoes and Earthquakes. Volume 3: User Manual for the 3-Dimensional Version." *Ruaumoko3D* 3:152.

CFIA. 2011. *Código Sísmico de Costa Rica 2010*. 4a ed. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Chopra, Anil K. (2007). *Dynamics of Structures—Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Third. New Jersey: Prentice Hall.

Chopra, Anil K. and Rakesh K. Goel. (1999). "Capacity-Demand-Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum." *Earthquake Spectra* 15(4):637–55.

D'Ayala, D., Meslem, A., Vamvatsikos, D., Porter, K., Rossetto, T., Crowley, H., Silva, V., 2013. "Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment - Low/Mid-Rise." *GEM Technical Report* 8:162.

Fajfar, Peter. (1999). "Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 993(February):979–93.

Freeman, SA. (1998). "Development and Use of Capacity Spectrum Method." P. Paper No. 269 in *Proceedings of 6th US National Conference on Earthquake Engineering*. Seattle.

Freeman, SA, JP Nicoletti, and Tyrell JV. (1975). "Evaluation of Existing Buildings for Seismic Risk- A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bermerton, Washington." Pp. 113–122 in *Proceedings of the US national conference on Earthquake Engineering, EERI, Berkeley*. Oakland, CA.

Giberson, Melbourne Fernald. (1967). *The Response of Nonlinear Multi-Story Structures Subjected to Earthquake Excitation*. Pasadena, California: California Institute of Technology.

Gutiérrez, Jorge A. (2012). "Seismic Risk Prevention in Costa Rica: A Successful 39 Year Experience." in *XV World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa.

Hancock, Jonathan and Julian J. Bommer. (2007). “Using Spectral Matched Records to Explore the Influence of Strong-Motion Duration on Inelastic Structural Response.” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27(4):291–99.

Hart, G. and M. J. N. Priestley. (1989). *Design Recommendations for Reinforced Masonry Frames*. California: Structural Systems Research Project.

Hidalgo-Leiva, Diego A., Alex H. Barbat, Lluis G. Pujades, and Daniel Acuña. (2016). “Experimental Analysis of in-Plane Shear Strength of Reinforced Concrete Masonry Wall and Its Seismic Behavior.” Pp. 2295–2302 in *Brick and Block Masonry: Trends, Innovations and Challenges - Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, IBMAC 2016*, edited by C. Modena, F. da Porto, and M. Valluzzi. Padova: CRC.

Jacob, Klaus H. and Javier Pacheco. (1991). “Seismology and Tectonics.” *Earthquake Spectra* 7(S2):15–33.

Kim, W. J. and AHS Ang. (1992). “Damage Assessment of Existing Bridge Structures with System Identification.” Pp. 4887–91 in *10th World Conference of Earthquake Engineering*. Madrid, Spain.

Kingsley, Gregory R., P.Benson Shing, Thomas Gangel, and NIST. (2014). *Seismic Design of Special Reinforced Masonry Shear Walls: A Guide for Practicing Engineers*. Gaithersburg, MD.

Lagomarsino, Sergio and Sonia Giovinazzi. (2006). “Macroseismic and Mechanical Models for the Vulnerability and Damage Assessment of Current Buildings.” *Bulletin of Earthquake Engineering* 4(4):415–43.

Lagomarsino, Sergio, Andrea Penna, Alessandro Galasco, and Serena Cattari. (2013). “TREMURI Program: An Equivalent Frame Model for the Nonlinear Seismic Analysis of Masonry Buildings.” *Engineering Structures* 56:1787–99.

Lantada, N., Irizarry, J., Barbat, A.H., Goula, X., Roca, A., Susagna, T., Pujades, L.G. (2009). “Seismic Hazard and Risk Scenarios for Barcelona, Spain, Using the Risk-UE Vulnerability Index Method.” *Bulletin of Earthquake Engineering* 8(2):201–29.

Linkimer, L., Arroyo, I., Mora, M.M., Vargas, A., Soto, G., Barquero, R., Rojas, W., Taylor, W., Taylor, M. (2013). “EL TERREMOTO DE SÁMARA (COSTA RICA) DEL 5 DE SETIEMBRE DEL 2012 (Mw 7,6). Spanish.” *Revista Geológica de América Central* 49:73–82.

Madan, A., AM Reinhorn, J. B. Mander, and R. E. Valles. (1997). “Modeling of Masonry Infill Panels for Structural Analysis.” *Journal of Structural Engineering* (October):1295–1302.

Milutinovic, Zv and Gs Trendafiloski. (2003). “Risk-UE An Advanced Approach to Earthquake Risk Scenarios with Applications to Different European Towns.” *Report to WP4: Vulnerability of Current Buildings*.

Navas, Alejandro. (2007). “Propiedades a Compresión de La Mampostería de Bloques de Concreto.” *Ingeniería* 17(2):53–70.

Navas, Alejandro and Julio César Salazar. (2014). “Propiedades Geométricas de Los Bloques Y La Mampostería de Concreto.” *Ingeniería* 24(2):129–44.

Park, YJ and AHS Ang. 1985. “Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete.” *Journal of Structural Engineering* III (4):722–39.

Pujades, Lluis G., Yeudy F. Vargas-Alzate, Alex H. Barbat, and José R. González-Drigo. (2015). "Parametric Model for Capacity Curves." *Bulletin of Earthquake Engineering* 13(5):1347–76.

Seible, F., M. J. N. Priestley, Gregory R. Kingsley, and A. G. Kürkchübasche. (1994). "Seismic Response of Full-Scale Five-Story Reinforced-Masonry Building." *ASCE Journal of Structural Engineering* 120(3):925–46.

Stewart, Wayne Gavin. (1987). "The Seismic Design of Plywood Sheathed Shear Walls." University of Canterbury, New Zealand.

Tomaževič, Miha and M. Lutman. (1996). "Seismic Behavior of Masonry Walls: Modeling of Hysteretic Rules." *Journal of Structural Engineering* 1048–54.

Vamvatsikos, Dimitrios and C.Allin Cornell. (2002). "Incremental Dynamic Analysis." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 31(3):491–514.

Vargas-Alzate, Yeudy F., Lluis G. Pujades, Alex H. Barbat, and Jorge E. Hurtado. (2013). "Capacity, Fragility and Damage in Reinforced Concrete Buildings: A Probabilistic Approach." *Bulletin of Earthquake Engineering* 11(6):2007–32.

Vidic, Tomaž, Peter Fajfar, and Matej Fischinger. (1994). "Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacement." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 23(5):507–21.